

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	文献調査に基づく既存超高層建物の現状把握と地震応答解析モデルの構築
Title(English)	STUDY ON CURRENT CONDITIONS OF EXSINTING HIGH-RISE BUILDINGS AND CONSTRUCTION OF SEISMIC ANALYSIS MODEL BASED ON LITERATURE SURVEY
著者(和文)	加藤翼, 佐藤利昭, 佐藤大樹, 北村春幸, 長江拓也, 石井正人, 吉江慶祐
Authors(English)	Toshiaki Sato, Daiki Sato, Haruyuki Kitamura
出典(和文)	日本建築学会技術報告集, Vol. 20, No. 45, pp. 575-590
Citation(English)	AIJ Journal of Technology and Design, Vol. 20, No. 45, pp. 575-590
発行日 / Pub. date	2014, 6
権利情報	日本建築学会
Relation	https://www.jstage.jst.go.jp/article/aijt/20/45/20_575/_article/-char/ja/
Note	本文データは学協会の許諾に基づきJ-STAGEから複製したものである

文献調査に基づく既存超高層建物の現状把握と地震応答解析モデルの構築

STUDY ON CURRENT CONDITIONS OF EXISTING HIGH-RISE BUILDINGS AND CONSTRUCTION OF SEISMIC ANALYSIS MODEL BASED ON LITERATURE SURVEY

加藤 翼 — * 1 佐藤利昭 — * 2
佐藤大樹 — * 3 北村春幸 — * 4
長江拓也 — * 5 石井正人 — * 6
吉江慶祐 — * 6

Tsubasa KATO — * 1 Toshiaki SATO — * 2
Daiki SATO — * 3 Haruyuki KITAMURA — * 4
Takuya NAGAE — * 5 Masato ISHII — * 6
Keisuke YOSHIE — * 6

キーワード：
高層建物, 鋼構造, 長周期地震動, 性能評価シート, 地震応答解析

Keywords:
High-rise building, Steel structure, Long-period ground motion, The building letter, Seismic response analysis

In assessing to some structural problems of existing high-rise buildings, it is necessary to comprehend states of that precisely. This study focuses on the components and characteristics of that, and constructs the seismic analysis model on basis of typical specifications, which is investigated by literature survey. The analysis result against long-period ground motion shows two suggestions. One is that the seismic performance of existing buildings may not be weak comparing to current buildings, and the other is that the cumulative damage of beam ends concentrates lower stories.

1. はじめに

1960年代から建設が始まった超高層建物は、現在までに2600棟余りが建設されている。その中で、1995年兵庫県南部地震、2011年東北地方太平洋沖地震などの被災経験を教訓にして、鋼材の性能・品質の改良、解析技術の高速化と詳細化、さらに免震・制振技術などの新しい構造技術の普及が進み、長周期地震動への対応が求められた。このような状況から、萌芽期に建設された建物は、長周期地震動に対する最新の技術に基づく耐震性能の再検証が望まれる¹⁾。

長周期地震動に対する既存超高層建物の耐震性能評価では、柱-梁接合部の塑性変形能力が着目される。吹田らの報告では、柱-梁接合部の要素実験、地震応答解析を通して、1960～1970年代の既存超高層建物の応答性状を把握すると共に、その要求性能を示している^{2),3)}。また、1980年代以前の超高層建物を模擬した実大試験体による振動台実験では、累積損傷評価の必要性を示唆している^{4),5)}。

本報は、これら問題点の現状把握と今後の補強設計に資する知見を得ることを目的に、文献調査に基づき既存超高層建物の構成部材と設計水準を整理したものである。既存超高層建物に関する設計資料としては、東京理科大学寺本研究室のデータベース⁶⁾⁻⁸⁾が有用で、多くの研究で引用されている^{例えば 2),4),9)-13)}。しかし、想定外力やクライテリアなど、設計水準に関する報告は少なく^{8),9)}、現状の問題を調べる上で、十分な資料が整理されているとは言い難い。

これらを踏まえ、本報では1981年までに竣工した超高層建物を対象範囲として調査を進めた。同年に施行された新耐震設計法では、

超高層建物の構造性能に関する規定に大きな変化はなかったが、応答解析手法など、設計水準に変化があったことを考え、当該範囲を選んだ。調査では、構成部材、建物諸元に関する情報を見直し再整理し、新たに設計用地震動の入力レベルと応答解析結果などを追加した。また、調査結果を基に、当時の平均的な建物諸元を用いた架構モデルを作成し、応答性状を確認した後、長周期地震動を入力した際の柱-梁接合部の累積損傷評価を試みる。

2. 超高層建物の文献調査

2.1 調査方法と対象建物

文献調査は、日本建築センター発行の性能評定シートを基に実施し、調査対象を軒高60mを超える鋼構造建物とした。1981年の法改正前は、高さ45m以上の建物を高層建物としていたが、ここでは現行基準にあわせ、調査対象は145棟となった。図1に建設棟数と平均軒高の変遷を示す。同図より、平均的な軒高が80m程度であることが確認される。また、福島らの報告⁶⁾にもある通り、超高層建物の建設が、経済状況に強く影響されていたことが分かる。

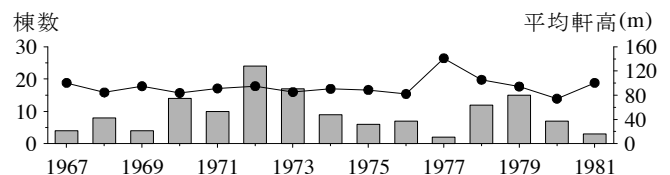


図1 調査対象建物の棟数と平均軒高の変遷

¹⁾ 東京理科大学大学院理工学研究科建築学専攻 大学院生 (〒278-8510 千葉県野田市山崎2641)

²⁾ 東京理科大学理工学部建築学科 助教・博士 (工学)

³⁾ 防災科学技術研究所 研究員・博士 (工学)

⁴⁾ 東京理科大学理工学部建築学科 教授・博士 (工学)

⁵⁾ 防災科学技術研究所 主任研究員・博士 (工学)

⁶⁾ ㈱日建設構造設計部 博士 (工学)

¹⁾ Graduate Student, Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science

²⁾ Assist. Prof., Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

³⁾ Researcher, EERC, NIED, Dr. Eng.

⁴⁾ Prof., Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

⁵⁾ Senior Researcher, EERC, NIED, Dr. Eng.

⁶⁾ Nikken Sekkei Ltd., Dr. Eng.

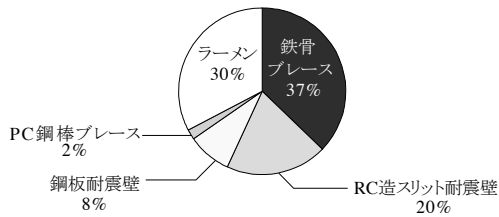


図 2 対象建物に採用されていた耐震要素の割合 (145 棟)

図 2 には、耐震要素に関する調査結果が示してあり、純ラーメン架構が 1/3、鉄骨ブレースを付加した架構が 1/3 程度で、残る 1/3 がその他の耐震要素を付加した建物であった。当時の設計でも、居住性確保などを目的に、耐震要素を採用する建物も少なくなかったようで^{11,14)}、この傾向は同図からも窺える。

2.2 柱と梁の部材調査

本節では、鋼構造建物の主たる構成部材である柱と梁の部材調査の結果として、断面形状と断面寸法、ならびに各部材に採用された鋼材種について調べた結果をまとめる。調査結果を整理する上で、同一の建物に複数の部材に関する情報が明記されている場合は、それらを個別に扱い評価した。

2.2.1 断面形状と断面寸法

基本情報として、まず図 3 に柱と梁の部材断面の変遷を示す。なお、同図 (b) に示す梁部材は、その 90% 以上に H 形断面が使用されていたため¹¹⁾、成形方法についてまとめることとした。

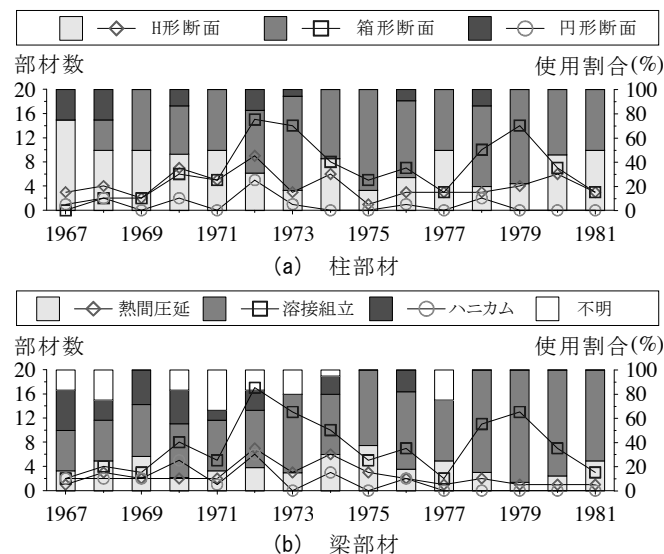


図 3 柱の断面形状と梁の成形方法の変遷

図 3 (a) に示した柱部材の変遷に着目すると、1960 年代は H 形断面が最も多く採用され、1970 年前後に箱形断面が増加し、1972 年以降で箱形断面が主流となったことが分かる。これは、エレクトロスラグ溶接技術が 1970 年代に普及し、極厚 H 形鋼に代わり溶接箱形断面が一般化したことに起因する¹⁾。図 3 (b) に示した梁部材の成形方法では、全年代で溶接組立 H 形鋼の使用率が最も高い。ハニカム梁は、1970 年代前半まで一定数の需要があったが、加工コストの上昇を理由に¹⁾、1976 年以降で採用されなくなっていた。

続いて、断面形状を断面寸法毎に整理する。具体的な断面寸法を記載した文献は少なかったが、ここでは比較的記載が多かった最大

寸法に着目することで傾向を把握する。各部材の断面を、最大寸法を指標に整理した結果を図 4 に示す。

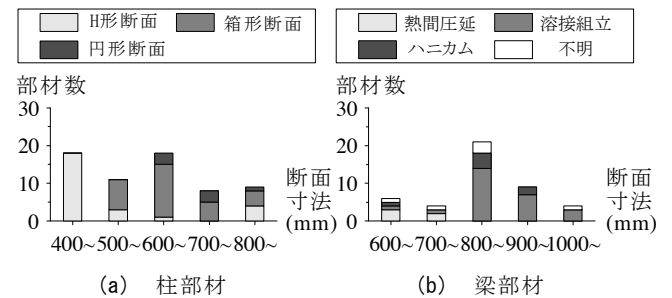


図 4 断面寸法で分類した柱の断面形状と梁の成形方法

図 4 (a) の柱部材に着目すると、極厚 H 形鋼の製造が 400 シリーズと 500 シリーズに限られていたこと¹⁰⁾を背景に、H 形断面は、400 ~ 500 mm 程度の場合が殆どであった。箱形断面は、500 mm 以上の場合に広く採用され、全体としては 600 ~ 700 mm の断面を最大寸法とする建物が多かったことが確認できる。

梁部材では、800 ~ 900 mm の断面寸法を採用した事例が多く、その主流は、溶接組立による部材成形であった。より小さい断面寸法を用いる際には、熱間圧延 H 型鋼がそのまま利用され、大きい断面を要した場合には、それを切断成形したハニカム梁を採用する事例も多く認められた¹⁰⁾。

2.2.2 鋼材種の使用割合

当時採用されていた鋼材の材料特性として、各部材の鋼材種に着目する。図 5 に、部材毎に鋼材種の割合をまとめた結果を示す。

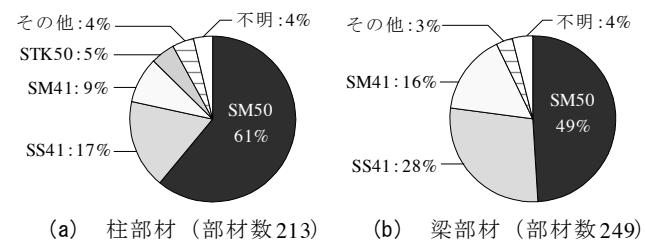


図 5 柱と梁に採用されていた鋼材種の割合

図 5 に示すように、鋼材種は、両部材とも SM50 が全体の半数を占め、調査対象建物の大半でその一部に用いられていた。各部材の割合を比較すると、梁では SS41 および SM41 の使用率が高いことが分かる。この傾向は、耐震要素を付加した建物に顕著で、高い応力が発生する箇所には SM50、その他の部分には SS41 または SM41 を使用する場合が多かった^{例えば¹⁵⁾}。

2.3 設計水準に関する調査

既存建物の耐震性能を調べる上では、その部材構成などに加えて、当時の設計条件を明らかにする必要がある。モデルが層から部材レベルに詳細となったが、設計クライテリアは、層間変形角、塑性率とも変わりなく、一方で累積値への検証が追加された。設計用地震動には標準波に加え、告示波、サイト波、長周期地震動が追加され、当時は検討されなかった地震動が増えている。本節では、それら設計条件の差異を設計水準として認識し、各項目に分類しながら調査結果を順にまとめる。

2.3.1 既存超高層建物の構造特性

建物の諸条件から定まる構造特性として、調査対象建物の軒高 H およびその長辺方向における設計用ベースシア係数 C_b と固有周期 T の関係を図 6 に示す。ここで、同図 (a) には固有周期の概算値として、 $T=0.02H, 0.03H, 0.04H$ の関係が直線で示してある。また同図 (b) には、 C_b の基準式 (地盤周期 $T_c=0.6$, 地域係数 $Z=1.0$, 標準せん断力係数 $C_0=0.2, 0.3, 0.4$) と共に、破線で高層建築技術指針¹⁶⁾ の基準である $C_b=0.18/T, 0.36/T$ の関係も表示してある。

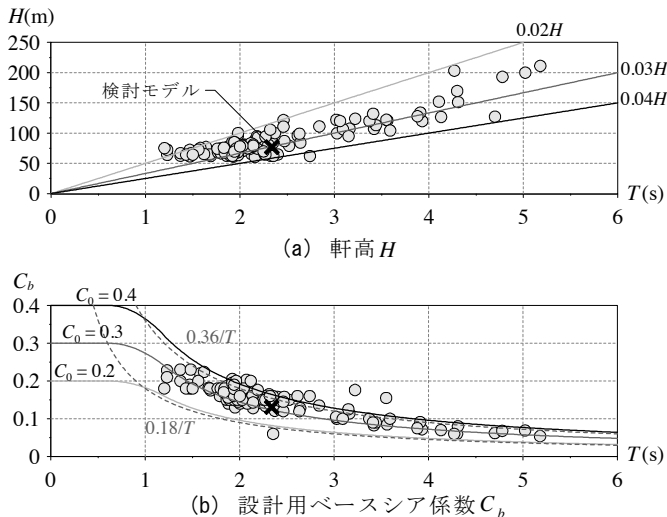


図 6 建物の固有周期と軒高およびベースシア係数の関係

図 6 には、3 章で設定する建物の特性も参考として示した。同図 (a) より、固有周期は、 $T=0.025H \sim 0.03H$ に多く分布し、前述の平均軒高 $H=80\text{ m}$ との関係から固有周期 2 sec 程度の建物が多い。設計用ベースシア係数は、既報¹⁰⁾ の通り、 $C_b=0.18/T \sim 0.36/T$ の範囲に分布した。特に $C_b=0.30/T$ 程度で設計された建物が多く、この値は現行基準で $C_0=0.3$ に対応する。

2.3.2 設計用地震動の設定

超高層建物の設計において、設計用地震動の考え方は、計算結果を左右し、ここ数十年の間に大きく変化している項目の 1 つである。ここでは、入力レベルと地震動の種類に着目し、当時の設計で主に採用されていた設計用地震動について調べた結果をまとめる。

2000 年以降、入力レベルは応答スペクトルを指標に規定され、それ以前の指標である最大速度による基準化も併用されている。この指標は、1986 年に日本建築センターの設計資料¹⁷⁾ が公表された後に定着したもので、1970 年代は、最大加速度で基準化して入力レベルを設定していた設計が多かった。この傾向を踏まえ、最大加速度に基づく評価を採用した事例を抽出し、入力レベル毎に採用された最大加速度の割合を図 7 にまとめる。

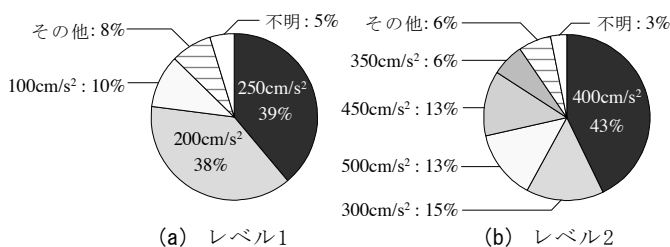


図 7 設計用地震動に採用された最大加速度 (126 棟)

当時の入力レベルは、レベル 1 で $250 \sim 350\text{ cm/s}^2$ 、レベル 2 で $400 \sim 500\text{ cm/s}^2$ を基準とし¹⁴⁾、関西地区では関東地区に比して 20% 程度小さかったことも報告されている¹⁰⁾。これに対し、本調査結果では、レベル 1 に $200 \sim 250\text{ cm/s}^2$ を採用する事例が 3/4 に昇り、 300 cm/s^2 を超える設定は僅かであった。一方、レベル 2 の設定は、 400 cm/s^2 を採用する場合は半数弱を占め、次いで $300, 500\text{ cm/s}^2$ とした事例が多い結果となった。

続いて、採用された地震動の種類に着目し、図 8 に各加速度記録の設計用地震動としての採用率をまとめる。

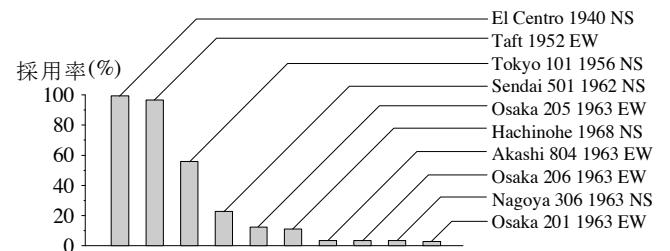


図 8 設計用地震動に採用された加速度記録

標準波と呼ばれる El Centro (1940 年 Imperial Valley 地震) NS 波と Taft (1952 年 Kern County 地震) EW 波は、ほぼ全ての事例で採用されており、この他にサイト特性を反映する地震動として、1956 年に東京大学地震研究所で観測された Tokyo 101 などが地域毎に選ばれていたようである。一方、海溝型遠距離地震に分類される Hachinohe (1968 年 十勝沖地震) NS 波の採用率は、調査対象の 10% 程度に留まっており、これと同様の傾向は、渡部らも既に報告している⁹⁾。

2.3.3 構造特性と設計用地震動の関係

既存超高層建物の構造特性と設計用地震動の関係性を調べるため、図 9 に長辺方向における 1 次固有周期と棟数の関係を示す。

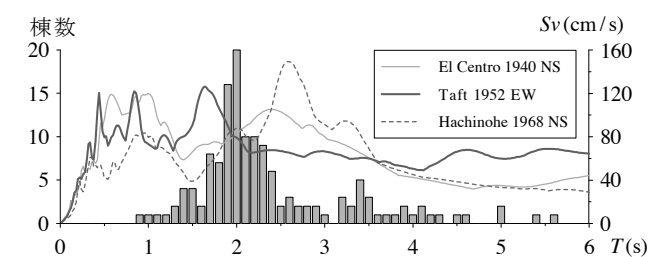


図 9 建物周期と設計用地震動の関係

図 9 には、現在の設計で標準波とされる最大速度を 50 cm/s に基準化した El Centro NS 波、Taft EW 波、Hachinohe NS 波の速度応答スペクトル $S_v (h=5\%)$ を併せて表示した。先に述べた通り、最大速度での基準化は、当時を正確に反映したものではないが、 50 cm/s で基準化した El Centro NS 波、Taft EW 波の最大加速値は、それぞれ $510\text{ cm/s}^2, 500\text{ cm/s}^2$ になり、図 7 (b) の結果と概ね対応する。

図 9 の結果より、事例の多い 2 sec 付近の固有周期は、ほぼ全ての事例で採用された 2 波のスペクトルの谷となる周期帯域で、既報でも述べられている通り¹⁰⁾、当時は地震応答解析結果を反映した設計が行われることが多かった。しかし、スペクトルの谷でも $S_v=80\text{ cm/s}$ ($h=5\%$) 程度のレベルにあり、現在の目標スペクトルと比較して、大きく耐震性能を損ねることはないと思われる。

2.3.4 構造物のモデル化

地震応答解析によって構造物の耐震性能を評価する上で、モデル化の方法は、評価精度を左右する 1 つの因子と言える。ここでは採用された解析モデルの諸条件を調べた結果をまとめる。図 10 に力学モデルの割合と骨格曲線の変遷を示す。

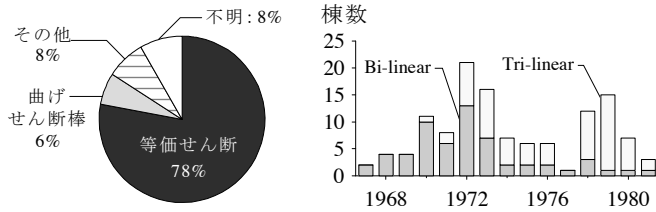


図 10 力学モデルの採用割合とモデルの骨格曲線の変遷 (145 棟)

図 10 より、当時の地震応答解析は、その 3/4 が多質点系等価せん断型モデルによって行われていたことが確認できる。超高層建物で影響が大きい曲げ変形を考慮したモデル化は、文献 18) で紹介され 1978 年より始まったという報告があり¹⁾、本調査範囲でも、曲げせん断棒によるモデル化の事例は僅かであった。なお、応答解析における構造減衰の設定は、初期剛性比例型の $h=2\%$ とした場合が、調査範囲の 3/4 以上と最も多かった。

骨格曲線の変遷に着目すると、1970 年頃までは終局耐力に着目して Bi-linear 型にモデル化されていた復元力特性は、その後、降伏強度と終局耐力に着目した Tri-linear 型に移行した傾向が窺える。計算技術という観点で言えば、塑性ヒンジ法による荷重増分解析の開発が 1980 年のことであるため、モデル化の対象とする荷重-変形関係自体の計算精度が当時は低かったと言われ¹⁰⁾、採用している第 2 勾配を明記している文献も、ごく僅かであった。

2.3.5 地震応答解析の結果とクライテリア

文献に記載された地震応答解析の結果を整理し、後述する検討用モデルが示す応答として、適当と考えられる範囲を把握すると共に、設定されていたクライテリアとの関係性を調べる。図 11 に、調査結果より抽出した最大層間変形角 R_{max} と最大塑性率 μ_{max} の関係を入力加速度レベル毎に示す。なお、クライテリアは、当時から現在と同じ $R_{max}=0.01 \text{ rad}$ 、 $\mu_{max}=2.0$ ^{10), 14)} が採用されていた。

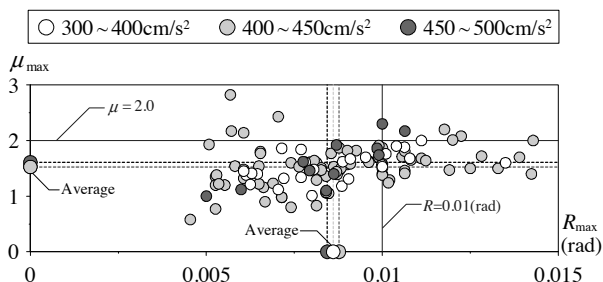


図 11 応答解析結果における最大層間変形角と最大塑性率の関係

図 11 より、最大層間変形角と最大塑性率は、建物毎に大きくばらつくが、平均値に着目すれば、両者共クライテリアの 8 割程度であることが分かる。前述の通り、当時の建物は、 $C_b=0.30/T$ 程度で設計されることが多いため、現在の設計に対して速度評価と加速度評価に差異があるものの、最大値に着目する限り、耐震性能に大きな差異はないと考えられる。

3. 検討用モデルの構築

前章の調査結果を踏まえ、当時の平均的な建物諸元を適用した明快な純ラーメン架構モデルを作成し、応答値とクライテリアとの対応からその妥当性を検証した。当時の構造骨組の耐震性能は、2.3 節から分かるように大きく異なるため、実建物であっても当時の建物を代表するものにはならない。しかし、現状の問題点を明らかにするには、たとえ 1 つの架構モデルであろうとも、地震応答解析による評価は必要不可欠である。ここでは作成した架構モデルの振動特性や耐震性能を明示し、今後の検討において分かり易く明快な検討用モデルを設定することに重きを置いた。

3.1 想定した建物の概要

検討用モデルの対象とした建物は、地上 20 階、高さ 76.7 m の純ラーメン架構を採用した超高層建物である。平面形状は、センターコア形式¹²⁾とし、全層で同一の平面計画とした。想定した建物の概要を図 12 にまとめて示す。

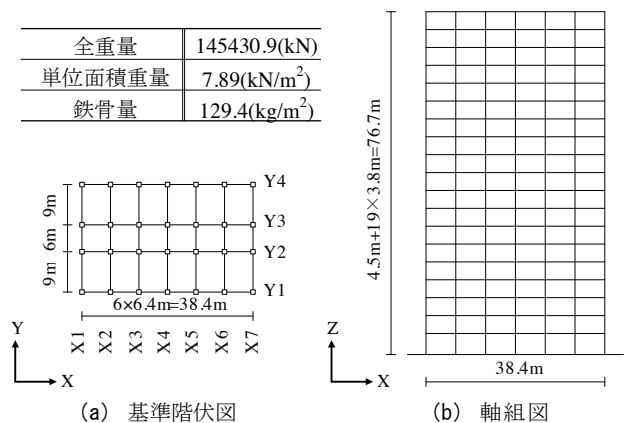


図 12 検討用モデルで想定した超高層建物の概要

想定した建物は、柱部材を箱形断面、梁部材を溶接組立 H 形鋼で構成することとした。鋼材種は、すべて SM50 材である。後述する解析結果も踏まえて決定した、部材断面を表 1 にまとめる。

表 1 想定した超高層建物の部材断面一覧

X方向梁	BH-650×200×12×16 ~ BH-650×200×12×25
Y方向梁	BH-800×250×12×19 ~ BH-800×250×12×25
柱	□-600×600×25×25 ~ □-600×600×40×40

3.2 解析条件の設定と妥当性の検証

想定した建物を、三次元立体フレームモデルに置換し、以降ではその X 方向に対する解析結果を主に扱う。解析モデルは、一般的な剛性マトリックス法に従うもので、柱-梁接合部に梁せいの 1/2 に相当する剛域を設定した。スラブ効果は、曲げ剛性のみで考慮し、片側スラブで 1.4 倍、両側スラブで 1.8 倍とした。

検討用モデルの 1 次固有周期 T_1 は、2.34 sec ($T_1 = 0.03 H$) で、先に述べた平均的な周期帯域に属する。図 13 に、等価せん断モデルの復元力特性を作成する上で必要となる荷重増分解析の結果を示す。同図で、○印は当該層のいずれかの部材が降伏モーメントに達した許容応力度時を、●印は全塑性モーメントに達した弾性限時を表す。許容応力度時のベースシア係数は、 $C_b=0.13 (= 0.3/T_1)$ となる。当時は、図 6 (b) に示す設計用ベースシア係数を地震荷重として構

造部材の許容応力度設計が行われた。検討用モデルの許容応力度時のベースシア係数は、図 6 (b) で最も多い $C_b=0.30/T$ と合致する。

続いて、地震応答解析により検討用モデルの妥当性を検証する。解析は、当時のモデル化を踏襲し、図 13 に示す層せん断力-層間変形関係を等価せん断ばねに置換する。初期剛性は、許容応力度時の層せん断力と層間変形から算定した。復元力特性は、Bi-linear 型を採用し、文献に記載が少なかった第 2 勾配の設定は、比較的初期の事例¹⁾に倣い、弾性剛性の 50% とした。構造減衰の設定は、調査結果を反映するように $h=2\%$ の初期剛性比例型とした。

入力地震動は、標準波である El Centro NS 波と Taft EW 波の 2 波を採用する。最大加速度は、レベル 1 で 250 cm/s^2 、レベル 2 で 400 cm/s^2 に設定し、そのクライテリアとして、レベル 1 で全層弾性、レベル 2 で $R_{\max} \leq 0.01 \text{ rad}$ かつ $\mu_{\max} \leq 2.0$ を満足させた。図 14 にレベル 2 における最大層間変形角と最大塑性率の対応を示す。

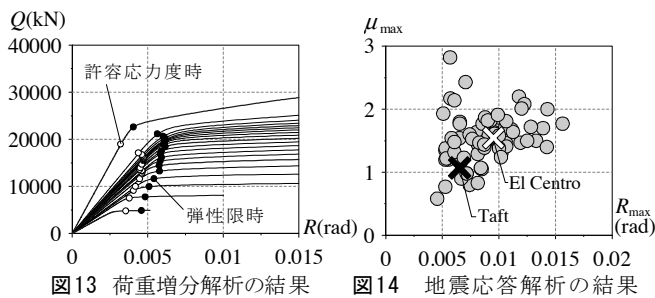


図 13 荷重増分解析の結果 図 14 地震応答解析の結果

図 14 の結果より、本モデルの応答値は、当時の応答解析結果の範囲内にあることが分かる。以上より、分かり易く明快な検討用モデルを設定することに重きを置いて作成した純ラーメン架構モデルであるが、当時の標準的な設計水準の範囲内であると判断される。

4. 長周期地震動を用いた耐震性能評価

当時の計算技術では、フレームモデルを用いた地震応答解析が困難であったことから、層応答から架構の損傷も評価していた。本章では、現在の計算技術であるフレームモデルを用いた応答解析を行い、問題視されている柱-梁接合部の累積損傷評価を行った。

4.1 入力地震動の設定

入力地震動は、標準波として最大速度を 50 cm/s に標準化した El Centro NS 波、告示波と長周期地震動の予測波を用いる。告示波は、Hachinohe EW 位相を用い、0.64 秒以降の周期帯域の目標応答スペクトルを $S_V=80 \text{ cm/s}$ とした ART HACHI 波、長周期地震動は、東海・東南海・南海 3 連動地震の予測波 OSKH02-sd 波¹⁹⁾ および東海・東南海地震の予測波 C-SAN-EW 波²⁰⁾ を採用した。表 2 に各入力地震動の最大加速度 Acc_{\max} と実効継続時間 $e t_0$ ²¹⁾ を、図 15 に各入力地震動の速度応答スペクトル S_V ($h=5\%$) およびエネルギースペクトル V_E ($h=10\%$) を示す。同図には、架構モデルの 1 次固有周期 T_1 を一点鎖線で示す。図 15 より、検討に用いた長周期地震動は、共に告示波を大きく上回るレベルを有する。

表 2 入力地震動の最大加速度と実効継続時間

地震波	El Centro	ART HACHI	OSKH02-sd	C-SAN-EW
$Acc_{\max}(\text{cm/s}^2)$	511	401	147	186
$e t_0(\text{s})$	24.4	92.5	196.9	119.9

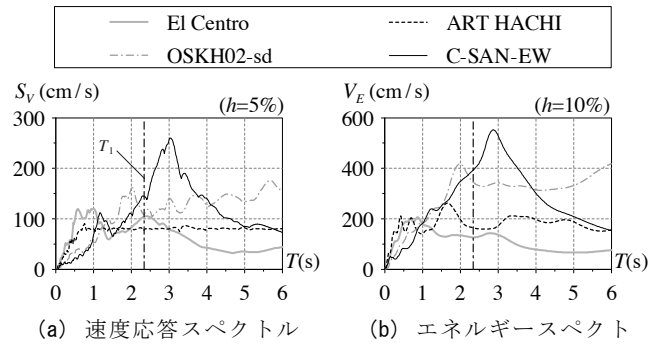


図 15 入力地震動の速度応答スペクトルとエネルギースペクトル

4.2 標準波による応答性状の把握

検討用モデルの基本的な応答性状を把握するため、El Centro NS 波の入力倍率を、1.0 ~ 2.0 倍まで漸増させた検討を行う。図 16 に解析結果として、各層の層間変形角 R と層の塑性率 μ を示す。

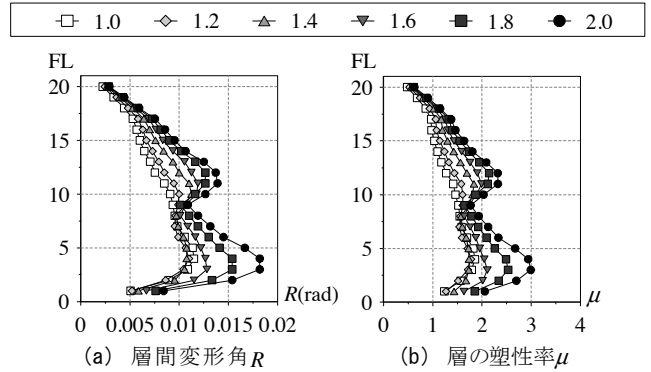


図 16 入力倍率を変更した標準波の応答性状

図 16 より、検討用モデルには、入力倍率の増加に伴い、下層部と上層部の変形が増大する傾向が認められる。クライテリアと対比すると、層間変形角では、入力倍率 1.0 倍から目標値 $R_{\max} \leq 0.01 \text{ rad}$ を満足していないが、層の塑性率に着目すれば、入力倍率 1.4 倍まで目標値 $\mu_{\max} \leq 2.0$ におさまる結果が得られた。

4.3 柱-梁接合部の累積損傷評価

検討用モデルを用いたフレームモデルによる応答解析を行い、その結果から、問題点となる梁端部の累積塑性変形倍率を計算し、累積損傷評価を試みる。図 17 に、各入力地震動による応答結果から、層間変形角 R と層ごとに求めた梁端部の累積塑性変形倍率 $G\eta$ の最大値の高さ方向の分布を示す。

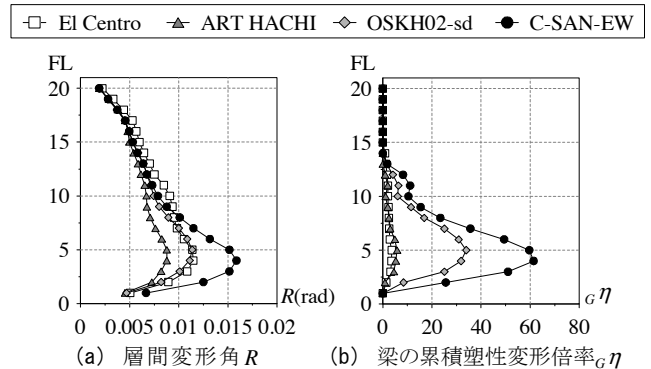


図 17 入力地震動に対する層間変形角と梁の累積塑性変形倍率

図 17 (a) の層間変形角に着目すると、ART HACHI 波に対し、層間変形角は 1/100 以下となったが、OSKH02-sd 波と El Centro NS 波では 1/100 を少し上回り、C-SAN-EW 波では 1/65 に達する結果となった。C-SAN-EW 波の入力レベルが大きいため、さらに告示波に対する応答がクライテリアを満足していることから、1 次固有周期 2 秒程度の建物において、当時と現在の設計水準の差異は、最大応答に大きく影響を与える要因とはならないことが示唆される。

梁端部の累積塑性変形倍率を、JSCA 性能メニュー²²⁾の安全限界値と比較検討する。El Centro NS 波および ART HACHI 波の応答解析結果は、基準値である $\epsilon\eta = 13.5$ 以下に留まった。一方、OSKH02-sd 波と C-SAN-EW 波の応答解析結果からは、既報^{5)、13)}で指摘されているように、下層部に累積損傷が集中する傾向を示し、安全限界値も大きく上回る結果となった。図 18 に C-SAN-EW 波入力時の梁端部の累積塑性変形倍率 $\epsilon\eta$ の架構内の分布を示す。

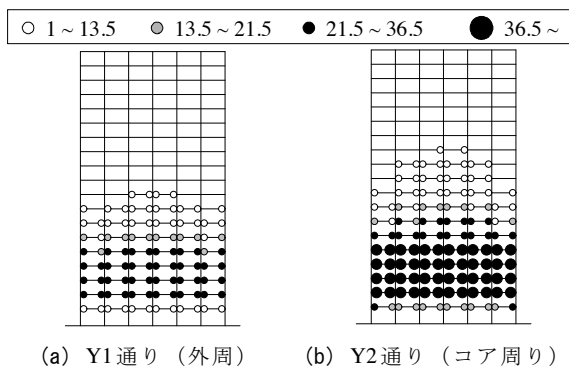


図 18 梁端部の累積塑性変形倍率の架構内分布 (C-SAN-EW 波)

図 18 より、梁端部の損傷が下層部に集中する傾向が認められ、特にコア回りの構面は、外周周りに比して損傷が大きく、最大値で比較して約 1.8 倍程度の差異があることが分かる。以上から、今後、制振補強等を施す場合には、フレームモデルによる検討を基に、部材毎に異なる損傷の程度を、正確に把握する必要性が示唆される。

5. まとめ

本報では、1967 年から 1981 年 6 月までの約 15 年間に評定を取得した超高層建物を対象に文献調査を行い、既存建物の構成部材と設計水準を整理した。さらに、当時の超高層建物の応答を再現し得る立体フレームモデルを構築し、その妥当性を検証すると共に、長周期地震動による柱-梁接合部の累積損傷の評価を試みた。得られた知見をまとめると、次の通りである。

- ・ 当該年代の標準的な架構は、軒高 80 m、固有周期 2 sec 程度の純ラーメン架構、もしくはブレースを付加した架構で、その構成部材には、柱に 600 mm 程度の箱形断面、梁に 800 ~ 900 mm 程度の溶接組立 H 形鋼が採用されていた。
- ・ 設計用入力地震動は、最大加速度を基準に評価される場合が多く、レベル 1 で 200 ~ 250 cm/s²、レベル 2 で 300 ~ 500 cm/s² 程度に設定され、標準波である El Centro NS 波と Taft EW 波の他、サイト特性を考慮した観測波も検討に加えられていた。
- ・ 当時の設計は、設計用ベースシア係数 $C_b = 0.30/T$ 程度で許容応力度設計されること多いことから、降伏耐力のばらつきは少ない

と思われる。その結果、層間変形角と塑性率のクライテリアに対して概ね 8 割程度の応答値を示しているものが多い。

- ・ 長周期地震動を入力した結果より、下層部、特にコア回りの梁端部に累積損傷が集中する傾向が確認され、フレームモデルによる検討を基に、これらを正確に把握する必要性が示唆された。

謝辞

本研究成果は、防災科学技術研究所と東京理科大学の共同研究の一部です。検討を進めるにあたり、オイレ工業 (株) 宮崎充氏、佐々木和彦氏、岩崎雄一氏には貴重な助言を頂きました。また、本研究では、東京理科大学寺本研究室から提供して頂いた既存建物データベースを利用しました。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：長周期地震動と建築物の耐震性、2007. 12
- 2) 吹田啓一郎、北村有希子、五藤友規、岩田知孝、釜江克宏：高度成長期に建設された超高層建物の長周期地震動に対する応答特性—想定南海トラフ地震の関西地域における予測波を用いた検討—、日本建築学会構造系論文集、第 611 号、pp.55-61、2007. 1
- 3) 山田祥平、北村有希子、吹田啓一郎、中島正愛：初期超高層ビル柱梁接合部の実大実験による耐震性能の検証、日本建築学会構造系論文集、第 73 巻、第 623 号、pp.119-126、2008. 1
- 4) 長江拓也、鐘育森、島田侑、福山國夫、梶原浩一、井上貴仁、中島正愛、斉藤大樹、北村春幸、福和伸夫、日高桃子：超高層建物の耐震性能を検証する大規模実験システムの構築—E-ディフェンス震動台実験—、日本建築学会構造系論文集、第 640 号、pp.1163-1171、2009. 6
- 5) 佐藤大樹、島田侑、大内隼人、長江拓也、北村春幸、福山國夫、梶原浩一、井上貴仁、中島正愛：長周期地震動を受ける鋼構造超高層建物のエネルギー吸収と分担率—部分切り出し架構に対する E-ディフェンス振動台実験—、日本建築学会構造系論文集、第 75 巻、第 653 号、pp.1217-1226、2010. 7
- 6) 福島東陽、市村将太、寺本隆幸：超高層建物の基本的特性の時系列変化、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp.307-308、1999. 9
- 7) 木村麗、寺本隆幸：超高層鋼構造建物の「主体構造」に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp.471-472、2001. 9
- 8) 木村麗、市村将太、福島東陽、寺本隆幸：超高層建物の力学特性の調査、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp.865-866、2000. 9
- 9) 渡部丹、大橋雄二、長谷部廣行：高層建築物の耐震設計用入力地震動について(その 1)、日本建築学会大会学術講演梗概集、B、pp.135-136、1985. 9
- 10) 日本建築構造技術者協会：長周期地震動の作用における高層建築物の応答性状、2004. 3
- 11) 中川真里奈、佐藤大樹、長江拓也、助村浩太郎、北村春幸、佐野剛志：性能評定シートによる既存超高層鋼構造建物の梁端現場溶接接合部の調査、日本建築学会技術報告集、第 19 巻、第 42 号、pp.579-584、2013. 6
- 12) 助村浩太郎、佐藤大樹、大下優作、北村春幸、長江拓也、佐野剛志：データベースによる既存高層鋼構造建物の耐震性能評価 その 2：年代と地区に着目した既存高層鋼構造建物の耐震性能分析、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.21-22、2011. 7
- 13) 金紋延、荒木慶一、山川誠、田川浩、五十子幸樹：極大地震動に対する超高層純ラーメン鋼構造建物の動的応答に及ぼす P-A 効果の影響、日本建築学会構造系論文集、第 74 巻、第 644 号、pp.1861-1868、2009. 10
- 14) 武藤清 監修、久田俊彦 編：超高層建築 2 構造編、鹿島出版社、1971. 1
- 15) 新日本製鐵：季刊カラム、No.57、pp.45-52、1975.
- 16) 日本建築学会：高層建築技術指針、1967. 6
- 17) 日本建築センター：ビルディングレター、高層建築物の動的解析用地震動について、pp.49-50、1986. 6
- 18) 武藤清：耐震設計シリーズ/応用編 構造物の動的設計、丸善、1977
- 19) 平成 23 年度建築基準整備促進事業：超高層建築物への長周期地震動の影響に関する検討
- 20) 愛知県建築住宅センター：名古屋三の丸地区における地域特性を考慮した耐震改修のための基盤地震動の作成 (概要版)、(財)愛知県建築住宅センター耐震構造委員会設計用入力地震動検討部会、pp.1-48、2004. 6
- 21) M.D. Trifunac and A.G. Brady：A study of the duration of strong earthquake ground motion, Bulletin of the Seismological Society of America, v.65, p.581-626、1975. 6
- 22) 北村春幸、宮内洋二、浦本弥樹：性能設計における耐震性能判断基準値に関する研究—JSCA 耐震性能メニューの安全限界値と余裕レベルの検討—、日本建築学会構造系論文集、第 604 号、pp.183-191、2006. 6

[2013 年 10 月 16 日原稿受理 2013 年 12 月 11 日採用決定]